VISIT…

LANZAROTE Caliente.com

6. Proiectarea antiseismică a structurilor metalice

6.1. Principii de proiectare

Structurile amplasate în zone seismice pot fi proiectate urmărind două abordări principial diferite:

- comportare slab-disipativă a structurii
- comportare disipativă a structurii

Distincția între o comportarea disipativă şi nedisipativă a structurilor constă în ductilitatea acestora. Ductilitatea reprezintă capacitatea structurii de a se deforma în domeniul plastic fără o reducere semnificativă a capacității portante şi joacă un rol primordial în evitarea colapsului structural în urma acțiunii seismice. În Figura 6.1a este prezentat comportamentul generic al unui element structural ductil. Astfel, după atingerea limitei de curgere, elementul continuă să se deformeze în domeniul post-elastic, până la atingerea forței maxime (palier de consolidare). La atingerea deformației ultime, elementul cedează, dar la elementele ductile cedarea are loc numai după deformații importante în domeniul post-elastic. Structurile ductile pot supraveţui unor forțe seismice ce depăşesc limita de curgere, deoarece după atingere limitei de curgere structura se poate deforma în domeniul post elastic fără o degradare a forței.

În cazul unui element cu o comportare fragilă (vezi Figura 6.1b), după atingerea limitei elastice (care coincide cu forța maximă), elementul suferă o degradare bruscă a forței. Structurile cu un comportament fragil nu pot disipa energia seismică prin incursiuni în domeniul post-elastic şi de aceea trebuie proiectate astfel ca să nu depăşească limita elastică.

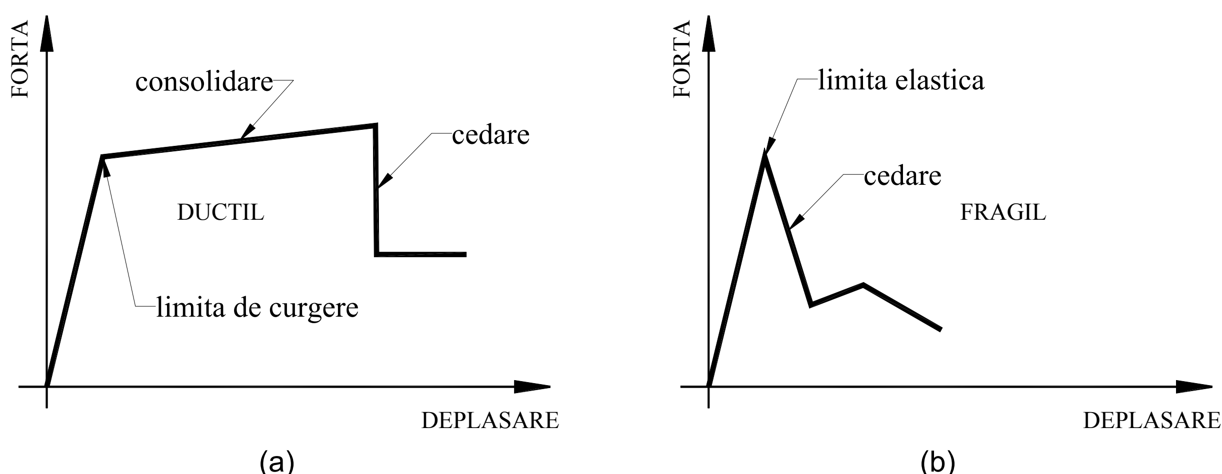


Figura 6.1. Reprezentarea principială a unui comportament ductil (a) şi fragil (b).

Tabelul 6.1. Concepte de proiectare, valorile maxime ale factorilor de comportare şi clase de ductilitate ale structurii (P100-1/2006).

Conceptul de proiectare	Domeniul valorilor de referință a factorului de comportare *q*	Clasa de ductilitate structurală
Structuri cu disipare mare	limitat de tipul structurii	H (mare)
Structuri cu disipare medie	q < 4.0, limitat de tipul structurii	M (medie)
Structuri slab disipative	q = 1.0	L (redusă)

6.1.1. Comportare slab-disipativă a structurii

Prima abordare foloseşte conceptul de comportare slab disipativă a structurii. Construcțiile proiectate conform acestui principiu posedă o capacitate redusă de disipare a energiei seismice în domeniul post-elastic. cu alte cuvine, structurile slab-disipative au o ductilitate redusă. În consecință aceste structuri vor avea o comportare preponderent în domeniul elastic sub acțiunea încărcărilor seismice de calcul. Pentru asigurarea unui răspuns elastic al structurii, factorul de

comportare folosit la determinarea încărcărilor seismice va avea valoarea *q*=1 (vezi Tabelul 6.1). Structurilor proiectate ca şi slab disipative li se atribuie clasa de ductilitate L (redusă).

Deoarece structurile proiectate conform principiului slab disipativ vor avea un răspuns preponderent elastic sub acţiunea încărcărilor seismice de calcul, proiectarea acestora se face conform procedurilor de calcul folosite la proiectarea structurilor amplasate în zone neseismice. Astfel, norme de calcul antiseismic (de ex. P100-1/2006) se folosesc doar pentru determinarea încărcărilor de calcul, iar verificările structurii la SLU se efectuează conform normelor de calcul a structurilor metalice (STAS 10108-0/78, EN1993, etc).

După cum s-a menţionat în capitolul 5.2.2, factorii de comportare *q* folosiţi pentru reducere forţelor seismice de calcul se datorează atât ductilităţii, cât şi suprarezistenţei structurale. De aceea, structurile neductile, dar care au o suprarezistenţă de proiectare şi/sau sunt redundante, pot fi proiectate la forţe seismice reduse faţă de cele corespunzătoare unui răspuns elastic. În aceste cazuri factorul de comportare *q* se datorează suprarezistenţei şi redundanţei, şi nu ductilităţii structurii. Norme precum Eurocode 8 (EN1998, 2003) acceptă folosirea unui factor de comportare cuprins între 1.0 şi 2.0 pentru proiectarea structurilor slab-disipative. Norma românească este mai conservativă, impunând un factor de comportare *q*=1.0 pentru structurile slab-disipative (care din perspectiva acestor prescripţii de calcul ar fi trebuit denumite nedisipative).

6.1.2. Comportare disipativă a structurii

Cea de-a doua abordare în proiectarea structurilor amplasate în zone seismice foloseşte principiul unei comportări disipative a structurii. Structurile proiectate pe baza acestui principiu sunt proiectate pe baza unor încărcări seismice reduse substanţial faţă de cele corespunzătoare unui răspuns elastic al structurilor (prin intermediul factorului de comportare *q*). Reducerea forţelor seismice de calcul are la bază ductilitatea, suprarezistenţa şi redundanţa structurii (vezi capitolul 5.2.2). Dintre acestea, reducerea cea mai semnificativă a forţelor de calcul se bazează pe ductilitatea structurii.

Disiparea energiei seismice prin incursiuni în domeniul plastic are loc în anumite zone prestabilite, numite zone disipative. Aceste zone ale structurii sunt astfel concepute şi proiectate, ca să posede o ductilitate adecvată. În general nu este economic şi nici posibil realizarea tuturor elementelor structurale ca şi zone disipative. Inevitabil o structură disipativă (ductilă) va conţine atât elemente disipative (ductile), cât şi elemente nedisipative (fragile). Pentru a asigura un comportament disipativ (ductil) global, la nivelul structurii, trebuie preîntâmpinată cedarea elementelor fragile. Acest comportament nu se poate însă realiza prin proiectarea elementelor fragile la eforturile de calcul din gruparea seismică, deoarece acestea sunt obţinute pe baza unor forţe seismice reduse cu factorul de comportare *q*. De aceea elementele nedisipative trebuie dimensionate astfel ca acestea să posede o suprarezistenţă faţă de elementele disipative (vezi Figura 6.2). Acest principiu poartă denumirea de **proiectare bazată pe capacitate**, deoarece elementele nedisipative sunt proiectate pe baza unor forţe derivate din capacitatea (rezistenţa) elementelor disipative.

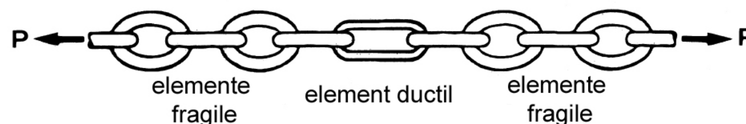


Figura 6.2. Principiile proiectării bazate pe capacitate (Paulay şi Priestley, 1992).

Valorile de referinţă ale factorilor de comportare *q* folosiţi la proiectarea structurilor disipative sunt specificate în normele de proiectare antiseismică funcţie de material şi tipul structural folosit. Valorile maxime (de referinţă) ale factorilor de comportare pot fi obţinuţi dacă materialul, elementele structurale, îmbinările acestora şi structura în ansamblu respectă criterii specifice de proiectare care asigură o ductilitate ridicată a structurii. Aceste structuri sunt încadrate în clasa de ductilitate H (mare), vezi Tabelul 6.1. Dacă unele dintre aceste cerinţe sunt mai relaxate, structura va avea o ductilitate globală mai redusă, acestea putând fi încadrate în clasa de ductilitate M (medie). La stabilirea încărcărilor seismice de calcul pentru structurile cu o disipare medie, factorul de comportare de referinţă nu poate fi mai mare decât valoarea *q*=4. După cum s-a specificat în capitolul 5.5.1, factorul de comportare de referinţă este specificat pentru structuri regulate pe

verticală, şi trebuie redus cu 20% (conform P100-1/2006 şi EN1998, 2003) atunci când structura proiectată nu îndeplineşte condiţiile de regularitate pe verticală.

6.1.3. Alegerea principiului de proiectare

Proiectarea unei structuri ca şi disipativă sau slab-disipativă este la latitudinea proiectantului. Principial, orice tip de structură poate fi proiectată conform uneia dintre cele două abordări. Alegerea principiului de proiectare este de natură economică şi depinde de tipul structurii şi de zona seismică. Astfel, structurile uşoare (cum ar fi hale metalice fără pod rulant) atrag forţe seismice relativ reduse, datorită masei şi a înălţimii mici ale structurii. Proiectarea cea mai economică a unor astfel de structuri se bazează în cele mai multe cazuri pe principiul de structură slab-disipativă, deoarece acesta nu necesită cerinţe speciale impuse elementelor structurale. Un alt exemplu în care proiectare pe baza principiului de structură slab-disipativă poate reprezenta o soluţie economică sunt construcţiile amplasate în zone cu o seismicitate redusă. Şi în acest caz forţele seismice sunt mici, astfel încât structura poate fi proiectată să răspundă în domeniul elastic sub acţiunea încărcărilor seismice de calcul, astfel încât nu este necesară o conformare antiseismică a structurii.

Structurile multietajate amplasate în zone cu o seismicitate ridicată atrag forţe seismice ridicate, astfel încât proiectarea acestora în domeniul elastic (ca şi structuri slab-disipative) este în general neeconomică. În aceste cazuri este adoptat principiul de proiectare disipativă a structurii.

Toate criteriile de proiectare care sunt prezentate în cele ce urmează se referă la structurile proiectate conform principiului de comportare disipativă a structurii.

6.2. Tipuri de structuri

Din punct de vedere al comportării la acţiunea seismică, structurile metalice pot fi încadrate în unul din următoarele tipuri principale de structuri: (1) cadre necontravântuite, (2) cadre contravântuite centric, (3) cadre contravântuite excentric, (4) structuri de tip pendul inversat, (5) structuri duale (cadre necontravântuite asociate cu cadre contravântuite). Valorile de referinţă ale factorilor de comportare pentru aceste tipuri de structuri sunt date în Tabelul 6.2.

În tabelul de mai jos parametrii α_1 şi α_u au următoarea semnificaţie:
α_1 – coeficient de multiplicare al forţei seismice orizontale care corespunde apariţiei primei articulaţii plastice
α_u – coeficient de multiplicare al forţei seismice orizontale care corespunde formării unui mecanism plastic

Raportul α_u/α_1 corespunde redundanţei q_R, definită în capitolul 5.2.2 şi reprezentată grafic în Figura 5.5. În lipsa unor calcule specifice de determinare a raportului α_u/α_1, valorile acestuia pot fi luate din Tabelul 6.2. Atunci când acest raport este determinat prin calcul, pot rezulta valori mai mari decât cele din Tabelul 6.2, totuşi, acestea nu pot fi luate mai mari decât 1.6.

Tabelul 6.2. Factori de comportare *q* de referinţă pentru structuri metalice
(EN1998, 2003 şi parţial P100-1/2006)

Tipul structurii	Clasa de ductilitate	
	M	H
Cadre necontravântuite: α_u/α_1=1.1 α_u/α_1=1.2 α_u/α_1=1.3	4	$5\alpha_u/\alpha_1$

Cadre contravântuite centric: ▪ contravântuiri diagonale	4	4
▪ contravânturi în V	2	2.5
Cadre contravântuite excentric: α_u/α_1=1.2	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
Structuri duale (cadre necontravântuite asociate cu cadre contravântuite)	4	$4\alpha_u/\alpha_1$

6.3. Ductilitatea structurilor metalice

Oțelul folosit în construcțiile moderne este un material cu o ductilitate excelentă, în comparație cu alte materiale de construcții (betonul, zidăria, etc). Totuşi, această proprietate intrinsecă a oțelului nu asigură în mod implicit o ductilitate adecvată la nivel de structură. Există o serie de cerințe care trebuie respectate pentru a obține o ductilitate adecvată a întregii structuri. Aceste cerințe se referă la material, la secțiunile din care sunt alcătuite elementele structurale, la elementele structurale în sine, la îmbinările acestora şi la cerințe legate de alcătuirea de ansamblu a structurii.

6.3.1. Ductilitatea de material

Oțelurile uzuale de construcții sunt materiale ductile. P100-1/2006 impune totuşi o serie de cerințe minime oțelului folosit în zonele disipative. Acestea sunt următoarele:
- un raport între rezistența la rupere f_u şi rezistența minimă de curgere f_y de cel puțin 1.20
- o alungire la rupere de cel puțin 20%
- un palier de curgere distinct, cu alungirea specifică la sfârşitul palierului de curgere, de cel puțin 1.5%

6.3.2. Ductilitatea de secțiune

Efortul capabil şi ductilitatea secțiunii transversale a element structural întins este controlată de rezistența şi ductilitatea oțelului din care este fabricat acesta. Secțiunea transversală a unui element structural comprimat poate să voaleze dacă pereții secțiunii sunt foarte zvelți. Voalarea reduce nu doar efortul capabil al secțiunii, ci şi ductilitatea acesteia. Fenomenul de voalare se poate produce atât la elementele structurale supuse la compresiune (întreaga secțiune transversală comprimată), cât şi la cele încovoiate (când doar o parte a secțiunii transversale este comprimată). Pentru a asigura o ductilitate cât mai bună la nivel de secțiune, aceasta trebuie împiedecată sa voaleze, prin asigurarea unor zvelteți cât mai mici ale pereților secțiunii.

Eurocode 3 (EN1993, 2003) împarte secțiunile elementelor metalice în 4 clase de secțiune, funcție de zveltețea pereților. Secțiunile cu pereții cel mai puțin zvelți sunt cele de clasă 1. Aceste secțiuni pot dezvolta momentul plastic al secțiunii şi au deformație plastică înaltă fără o reducere a momentului plastic (vezi Figura 6.3). Secțiunile de clasă 2 pot dezvolta momentul plastic al secțiunii, dar au o capacitate redusă de deformare în domeniul plastic, datorită voalării în domeniul plastic. Secțiunile de clasă 3 ating momentul elastic al secțiunii, dar nu pot dezvolta momentul plastic, acestea având o ductilitate redusă. Secțiunile de clasă 4 voalează în domeniul elastic, momentul capabil fiind inferior momentului elastic al secțiunii. Ductilitatea secțiunilor de clasă 4 este cea mai redusă.

În Tabelul 6.3 sunt prezentate cerințele impuse de P100-1/2006 clasei de secțiune funcție de clasa de ductilitate şi factorul de comportare de referință. Astfel, zonele disipative ale structurilor cu o ductilitate ridicată (clasa de ductilitate H şi un factor de comportare q>4.0) trebuie să fie realizate din secțiuni de clasă 1. Pentru structurile cu o ductilitate medie (clasa de ductilitate M şi factori de comportare cuprinşi între 2.0 şi 4.0) în zonele disipative se pot utiliza atât secțiuni de clasă 1, cât şi cele de clasă 2. Elementele structurilor nedisipative, proiectate pe baza unui factor de comportare q=1.0, pot fi alcătuite din secțiuni de orice clasă, deoarece răspunsul structurii sub acțiunea încărcărilor seismice de calcul este în domeniul elastic. Se menționează că P100-1/2006 omite (din motive necunoscute) secțiunile de clasă 4 din opțiunile posibile pentru realizarea elementelor structurale ale structurilor nedisipative.

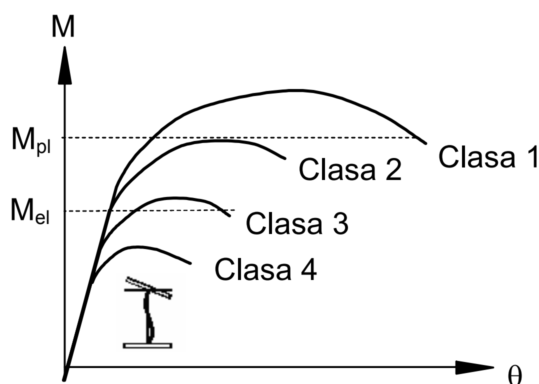


Figura 6.3. Relația moment-rotire pentru diferite clase de secțiuni.

Tabelul 6.3. Cerințe impuse clasei de secțiune funcție de clasa de ductilitate şi factorul de comportare de referință (conform P100/1-2006)

Clasa de ductilitate	Factorul de comportare q	Clasa de secțiune
H	q > 4.0	clasa 1
M	2.0 < q ≤ 4.0	clasa 2 sau 1
L	q = 1.0	clasa 3, 2 sau 1

6.3.3. Ductilitatea de element

Oțelul este un material cu o rezistență ridicată în comparație cu alte materiale de construcție. În consecință, elementele structurale metalice dimensionate doar din criterii de rezistență sunt relativ zvelte. Elementele structurale zvelte au o capacitate portantă la compresiune redusă față de solicitarea la întindere, lucru care trebuie considerat la dimensionarea elementelor. Fenomenul de flambaj, care afectează elementele comprimate, reduce nu doar capacitatea portantă, ci şi ductilitatea şi capacitatea elementului de disipare a energiei în domeniul inelastic. Energia disipată de elementele structurale în domeniul post-elastic este egală cu aria cuprinsă în interiorul ciclurilor forță-deplasare (Figura 6.4).

În Figura 6.4 este prezentată schematic comportarea ciclică (întindere-compresiune) a unor contravântuiri de diferite zvelteți. În cazul unor zvelteți mici, elementul structural dezvoltă aceiaşi capacitate portantă la întindere şi compresiune (Figura 6.4a), având nişte cicluri histeretice pline şi

stabile. Atunci când zvelteţea este foarte mică, elementul structural are o capacitate portantă la compresiune neglijabilă (Figura 6.4b), deformaţiile de compresiune dezvoltându-se la forţe apropiate de zero. Se poate observa o capacitate redusă de disipare a energiei seismice în comparaţie cu elementele cu o zvelteţe mică. Răspunsul elementelor cu o zvelteţe medie este prezentat în (Figura 6.4c). Capacitatea portantă la compresiune este mai mică decât la întindere, iar forţa scade rapid după flambajul elementului (punctul B). Cea mai mare a parte a energiei seismice este disipată la deformaţii de întindere.

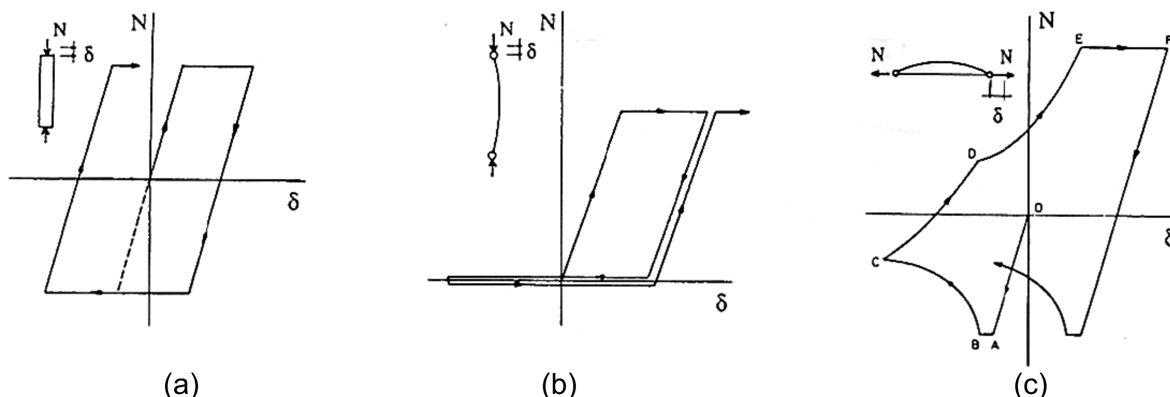


Figura 6.4. Reprezentare schematică a răspunsului ciclic a unor contravântuiri cu zvelteţe mică (a), mare (b) şi medie (c), Uang et al., 2001.

Ţinând cont de efectele nefavorabile ale zvelteţii ridicate asupra comportamentului inelastic al elementelor structurale care includ zone disipative, normele de proiectare antiseismică impun limitări ale zvelteţii, funcţie de tipul elementului şi modul de solicitare al acestuia. Este de menţionat aici că fenomenul de flambaj afectează atât elementele comprimate (de exemplu contravântuiri – flambaj prin încovoiere), cât şi cele supuse la încovoiere (de exemplu grinzile – flambaj prin încovoiere-răsucire).

Zvelteţea $\lambda=L_f/i$ (unde L_f este lungimea de flambaj, iar i este raza de giraţie) unui element poate fi redusă prin două căi. Prim este folosirea unor secţiuni cu raza de giraţie mare. Cea de-a doua constă în reducerea lungimii de flambaj. Modalitatea practică de realizare a acestui obiectiv este dispunerea unor legături suplimentare de-a lungul elementului structural.

6.3.4. Îmbinările elementelor structurale

Îmbinările reprezintă un punct sensibil pentru rezistenţa seismică de ansamblu a unei construcţii. Calculul şi comportarea îmbinărilor este adesea mai complexă decât a elementelor îmbinate. O atenţie deosebită trebuie acordată îmbinărilor elementelor care cuprind zone disipative. În general, îmbinările pot fi proiectate ca şi îmbinări disipative (deformaţiile plastice au loc în îmbinarea propriu-zisă) sau ca îmbinări nedisipative (deformaţiile plastice au loc în elementele îmbinate). Datorită complexităţii comportării îmbinărilor în condiţii seismice (solicitări ciclice în domeniul inelastic în îmbinări sau în elementele îmbinate), detaliile constructive şi modul de calcul al îmbinărilor folosite trebuie să fie validate de încercări experimentale. În general, derularea unor încercări experimentale pentru lucrări curente nu este economică. De aceea, în practică, detalierea şi calculul îmbinărilor structurilor disipative se bazează pe informaţii disponibile în literatură sau prescripţii de specialitate (de exemplu GP 082/2003 sau ANSI/AISC 358-05), elaborate pe baza unor programe ample de încercări experimentale.

Îmbinările disipative, pe lângă criteriile de rigiditate şi rezistenţă trebuie să îndeplinească şi cerinţe de ductilitate (validate experimental), impuse de normele antiseismice funcţie de tipul structurii şi clasa de ductilitate.

Îmbinările nedisipative aflate în vecinătatea zonelor disipative trebuie proiectate să rămână în domeniul elastic, asigurând dezvoltarea deformaţiilor inelastice în zonele disipative ale elementelor îmbinate. În acest scop, îmbinările nedisipative trebuie proiectate la eforturi corespunzătoare unor zone disipative plasticizate şi consolidate. Relaţia de verificare se poate exprima generic sub forma:

$$R_d \geq 1.1\gamma_{ov} R_{fy} \tag{6.1}$$

unde:
R_d – rezistența îmbinării
R_{fy} – rezistența plastică a elementului îmbinat, determinată pe baza limitei de curgere de calcul
1.1 – un factor care ține cont de consolidarea (ecruisarea) zonei disipative
γ_{ov} – un factor de suprarezistență care ține cont de o limită de curgere reală mai mare decât cea caracteristică a zonei disipative (valoarea normativă a suprarezistenței, în lipsa unor încercări experimentale este egală cu 1.25)

Principiul de dimensionarea a îmbinărilor nedisipative care îmbină elemente structurale disipative este prezentată schematic în Figura 6.5. Se accentuează că îmbinările nedisipative se dimensionează pe baza efortului probabil din elementul disipativ adiacent, determinat conform relației (6.1). şi nu pe baza eforturilor din îmbinare determinate din analiza structurală. Acest principiu de calcul are la bază proiectarea bazată pe capacitate, vezi capitolul 6.1.2.

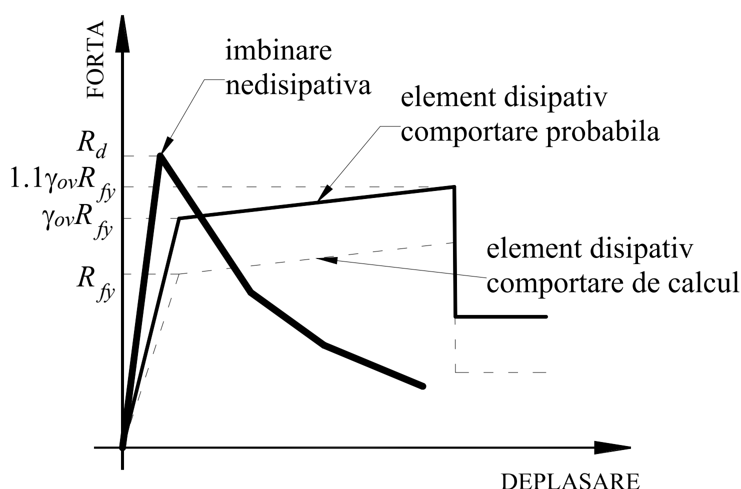


Figura 6.5. Principiul de dimensionarea a îmbinărilor nedisipative.

Cu toate că majoritatea normelor antiseismice moderne (Eurocode 8, 2003; AISC, 2005) acceptă folosirea unor îmbinări disipative la structurile metalice, normativul P100-1/2006 permite utilizarea doar a îmbinărilor nedisipative.

6.3.5. Ductilitatea structurii

Ductilitatea la nivel de structură este asigurată prin dimensionarea elementelor structurale astfel ca să fie asigurat un mecanism plastic global (vezi Figura 5.20a). Acest mecanism asigură un număr maxim de zone plastice şi o disipare uniformă a energiei seismice în întreaga structură. Trebuie evitate mecanismele plastice de nivel (vezi Figura 5.20b), deoarece în acest caz energia seismică este disipată într-un număr redus de zone plastice. În plus, la aceiaşi deplasare globală a structurii δ, elementele structurale care participă la formarea unui mecanism plastic de nivel suferă deformații plastice mai mari decât cele care participă la formarea unui mecanism plastic global. În plus, promovarea unui mecanism plastic de tip global limitează deformațiile plastice în stâlpi, elemente importante pentru asigurarea stabilității globale ale structurii.

6.4. Cadre metalice necontravântuite

Cadrele metalice necontravântuite (vezi Tabelul 6.2) preiau încărcările laterale prin încovoierea grinzilor şi a stâlpilor. La astfel de structuri nodurile riglă-stâlp trebuie să fie de tip rigid. Cadrele necontravântuite au o ductilitatea excelentă (factorii de comportare ridicați din Tabelul 6.2), dar sunt relativ flexibile în comparație cu cadrele contravântuite centric sau excentric.

Zonele disipative la cadrele necontravântuite sunt amplasate la capetele grinzilor. Elementele nedisipative sunt stâlpii. Se permite formarea articulațiilor plastice şi în stâlpi în următoarele situații: la baza structurii, la partea superioară a stâlpilor de la ultimul nivel al structurilor multietajate şi la structurile parter cu forțe axiale mici în stâlpi. Aceste cerințe reflectă practic condiția de formare a

unui mecanism plastic de tip global. Conform normei antiseismice româneşti P100-1/2006, îmbinările riglă-stâlp constituie zone nedisipative. Cu toate acestea, alte norme antiseismice moderne (Eurocode 8, 2003; AISC, 2005) acceptă folosirea îmbinărilor ca şi zone disipative, cu condiția validării experimentale a capacității de deformare în domeniul inelastic al îmbinărilor.

Ductilitatea de ansamblu excelentă a cadrelor necontravântuite se datorează faptului că deformațiile plastice de încovoiere, formate la capetele grinzilor, reprezintă un mod de cedare forte ductil. Totuşi, ductilitatea şi momentul capabil al grinzilor pot fi reduse dacă pe lângă încovoiere, elementul structural este supus unor eforturi de compresiune şi/sau forfecare importante. Pentru a limita aceste fenomene, P100-1/2006 foloseşte următoarele relații pentru verificarea grinzilor care conțin zone disipative (în care se pot forma articulații plastice):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0 \tag{6.2}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0.15 \tag{6.3}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0.5 \qquad V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} \tag{6.4}$$

unde:
M_{ed} şi N_{ed} - momentul încovoietor şi forța axială de proiectare din combinația seismică de încărcări
$M_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$ şi $N_{pl,Rd}$ - momentul încovoietor forța tăietoare şi forța axială capabile ale secțiunii

Relația (6.2) asigură capacitatea portantă a grinzii la moment încovoietor, în timp ce relațiile (6.3) şi (6.4) limitează efectele forței axiale, respectiv a forței tăietoare asupra momentului capabil şi a ductilității zonei disipative. Forța tăietoare de calcul V_{ed} prezentă într-o grindă cu articulații plastice formate la capete poate fi substanțial mai mare decât cea estimată din calculul static al structurii în combinația seismică. De aceea, valoarea forței tăietoare de calcul se estimează prin însumarea contribuției încărcării gravitaționale ($V_{ed,G}$) şi a celei corespunzătoare formării articulațiilor plastice la cele două capete ale grinzii ($V_{ed,G}$=$M_{pl,Rd,A}$+ $M_{pl,Rd,A}$/L), vezi Figura 6.6.

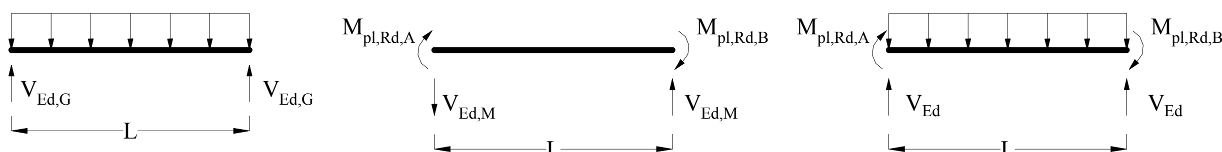


Figura 6.6. Evaluarea forței tăietoare de calcul probabile într-o grindă cu articulații plastice.

Stâlpii sunt elemente nedisipative, dimensionarea acestora având la bază cerința de evitare a formării articulațiilor plastice. Eforturile de calcul din stâlpi obținute din combinația seismică de încărcări vor fi depăşite în timpul unui cutremur, deoarece forțele seismice de calcul sunt reduse față de cele corespunzătoare unui răspuns elastic al structurii cu valoarea factorului de comportare *q*. Eforturile folosite la dimensionarea stâlpilor trebuie să corespundă formării articulațiilor plastice în grinzi, când structura formează un mecanism plastic. Pentru aceasta ar fi necesar un calcul plastic, care însă nu se justifică în practic de proiectare curentă. De aceea, normele de proiectare antiseismică oferă metode aproximative de estimare a eforturilor din stâlpi care să le asigure o suprarezistență față de grinzi. P100-1/2006 foloseşte următoarele relații pentru determinarea eforturilor de calcul în stâlpi:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{ov}\Omega^M N_{Ed,E} \tag{6.5}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1.1\gamma_{ov}\Omega^M M_{Ed,E} \tag{6.6}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1.1\gamma_{ov}\Omega^M V_{Ed,E} \tag{6.7}$$

unde:
$N_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$ – efortul axial, momentul încovoietor şi forța tăietoare în stâlp din acțiunile neseismice conținute în gruparea de încărcări care include acțiunea seismică

$N_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$ – efortul axial, momentul încovoietor şi forţa tăietoare în stâlp din acţiunile seismice de proiectare.
Ω^M reprezintă rezerva de rezistenţă a grinzilor faţă de momentul încovoietor de calcul din gruparea seismică şi, conform P100-1/2006 reprezintă valoarea maximă a raportului $\Omega_i^M = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$ calculat pentru fiecare grindă.

Relaţiile (6.5) - (6.7) încearcă să estimeze eforturile din stâlpi corespunzătoare formării unui mecanism plastic în structură, atunci când în elementele disipative (grinzi) se formează articulaţii plastice. Natura acestor relaţii poate fi explicată folosind Figura 5.5. Forţele seismice de calcul sunt reduse faţă de cele corespunzătoare unui răspuns elastic al structurii. Nivelul eforturilor din stâlpi din forţele seismice de calcul corespund unei forţe tăietoare la bază egală cu V_d (vezi Figura 5.5). Datorită suprarezistenţei de proiectare (q_{Sd}) şi a redundanţei (q_R) la formarea mecanismului plastic forţele seismice vor corespunde unei forţe tăietoare la bază egală cu V_y, mai mare decât cele de proiectare. Valoarea V_y poate fi estimată amplificând forţa tăietoare de bază de proiectare V_d cu suprarezistenţa totală q_S (care este evaluată de normă prin factorul $1.1\gamma_{ov}\Omega^M$). Încărcările gravitaţionale aferente combinaţiei seismice de încărcări sunt constante pe durata acţiunii seismice. De aceea, eforturile din stâlpi la formarea mecanismului plastic pot fi estimate ca şi suma contribuţiei încărcărilor gravitaţionale ($N_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$) şi a încărcărilor seismice de calcul ($N_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$) amplificate cu factorul $1.1\gamma_{ov}\Omega^M$. Pentru un calcul simplificat, P100-1/2006 oferă valori prescrise ale factorului $1.1\gamma_{ov}\Omega^M$, funcţie de tipul structural. În cazul cadrelor metalice necontravântuite, valoarea acestui factor este $1.1\gamma_{ov}\Omega^M = 3$.

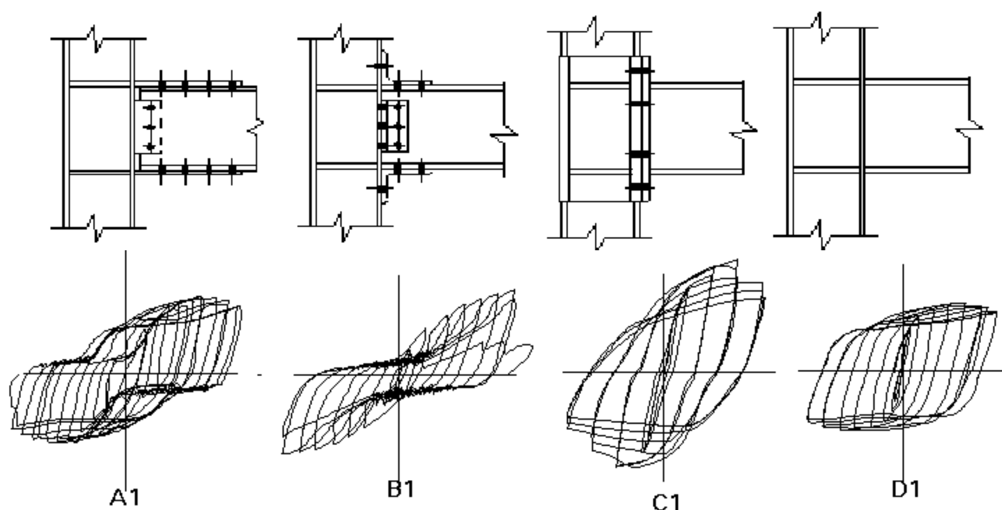


Figura 6.7. Răspunsul ciclic moment-rotire pentru diferite tipuri de noduri (Ballio şi Mazzolani).

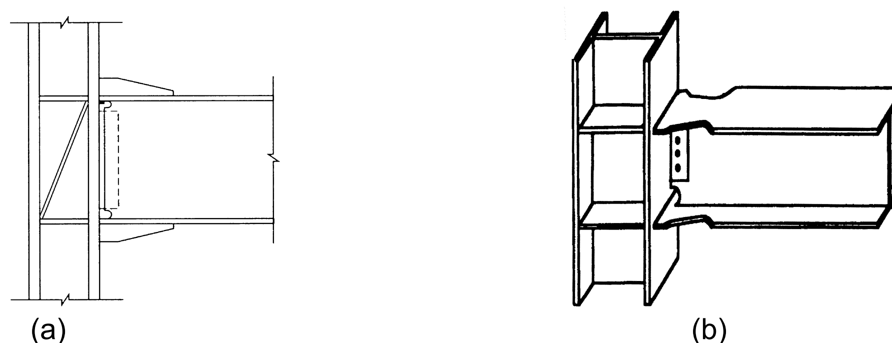


Figura 6.8. Noduri riglă stâlp întărite (a) şi slăbite (b), FEMA350, 2000.

Îmbinările dintre elementele structurale sunt foarte importante pentru un răspuns seismic adecvat al întregii structuri, în special în cazul cadrelor necontravântuite. Aceasta se datorează faptului că zonele disipative se află la capetele grinzilor, în imediata vecinătate a îmbinărilor riglă-stâlp. După

cum s-a menționat în capitolul 6.3.4, norma seismică românească nu acceptă utilizarea îmbinărilor disipative. În consecință, îmbinările riglă-stâlp trebuie să posede o suprarezistență față de grinzi. Eforturile de calcul în îmbinări se determină conform principiului proiectării bazate pe capacitate (vezi capitolul 6.3.4 şi relația (6.1)). Pe lângă o rigiditate şi rezistență adecvate, îmbinările riglă-stâlp (care includ şi zona de riglă în care se formează articulațiile plastice) trebuie să posede o ductilitate adecvată. În acest sens, P100-1/2006 impune asigurarea unei capacități de rotire plastică θ_p=0.035 rad pentru clasa de ductilitate H şi θ_p=0.025 rad pentru clasa de ductilitate M. În timp ce capacitatea portantă şi rigiditatea îmbinărilor riglă-stâlp pot fi determinate prin calcul (de ex. SR-EN1993-1.8), determinarea capacității de rotire (ductilității) necesită încercări experimentale. În Figura 6.7 sunt prezentate câte tipuri de îmbinări tipice riglă-stâlp şi relația moment-rotire determinată experimental pentru o încărcare ciclică.

Dimensionarea îmbinărilor din Figura 6.7 conform relației (6.1), astfel ca acestea să demonstreze o suprarezistență față de grindă este dificilă. În cazul îmbinărilor riglă stâlp sudate direct (tipul D1 din Figura 6.7) deformațiile plastice sunt în imediata apropiere a îmbinării sudate (la fața stâlpului), ceea ce a condus frecvent la un comportament seismic nesatisfăcător al acestor îmbinări. O îmbunătățire a răspunsului ciclic al îmbinărilor riglă-stâlp poate fi obținută prin îndepărtarea articulației plastice de la fața stâlpului. În acest scop se pot adopta două abordări. Prima constă în întărirea îmbinării folosind rigidizări (vezi Figura 6.8a). Cea de-a doua foloseşte o strategie opusă – slăbirea secțiunii grinzii (vezi Figura 6.8b), astfel încât articulația plastică se formează în secțiunea slăbită şi nu la fața stâlpului. În ambele cazuri se obține însă o suprarezistență a îmbinării față de grindă.

6.5. Cadre metalice contravântuite centric

Elementele cadrelor contravântuite centric sunt solicitate preponderent la forțe axiale. Aceste sisteme de preluare a forțelor laterale reprezintă în esență grinzi cu zăbrele verticale. Elementele disipative ale cadrelor contravântuite centric sunt contravântuirile întinse. Celelalte elemente (grinzile şi stâlpii) sunt elemente nedisipative. Există câteva sisteme tipice de contravântuire:

- Contravântuiri diagonale (vezi Figura 6.9a), la care forțele laterale se consideră preluate doar de contravântuirile întinse. Din cauza flambajului, contravântuirile comprimate sunt neglijate la stabilirea rigidității şi rezistenței la forțe laterale.
- Contravânturi în V (vezi Figura 6.9b), la care forțele laterale se consideră preluate atât de contravântuirile întinse, cât şi de cele comprimate. Aceste contravântuiri se intersectează pe un element structural orizontal (grindă).
- Contravântuiri în K (vezi Figura 6.9c), la care contravântuirile se intersectează pe un stâlp nu sunt permise a fi utilizate ca şi sisteme disipative în zone seismice. Aceste contravântuiri conduc la eforturi concentrate pe stâlpi, care pot duce la cedarea prematură a acestora şi, ulterior, al întregii structuri.

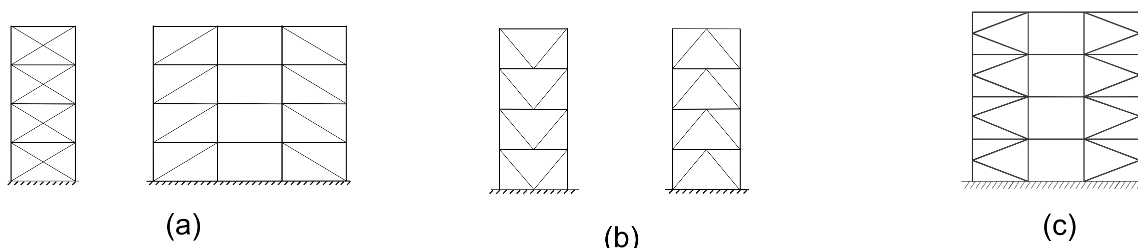


Figura 6.9. Tipuri de cadre contravântuite centric: contravântuiri diagonale (a), contravântuiri în V (b) şi contravântuiri în K (c - nepermise).

Din cauza flambajului, răspunsul inelastic al contravântuirilor are un aspect nesimetric important (vezi Figura 6.10a). Rezistența la compresiune este mult mai mică decât cea la întindere. După prima incursiune în domeniul inelastic, rezistența la compresiune este şi mai mică, datorită deformațiilor de încovoiere remanente. Pentru limitarea asimetriei dintre comportarea unei contravânturi la întindere şi la compresiune, normele de proiectare antiseismică impun limitări ale zvelteții maxime. Dar reducerea zvelteții nu elimină complet asimetria răspunsului inelastic al

contravântuirilor. Totuşi, un ansamblu format din două contravânturi dispuse alternativ (una ascendentă şi alta descendentă) va avea un răspuns total simetric (vezi Figura 6.10b), deoarece pentru orice sens al acțiunii, una dintre contravânturi va fi întinsă, asigurând rigiditatea, rezistența şi ductilitatea necesară pentru ansamblu.

La calculul cadrelor cu contravânturi diagonale, aportul contravântuirilor comprimate este neglijat. Structura pe ansamblu trebuie însă să posede o rezistență şi rigiditate similare pentru ambele sensuri ale acțiunii seismice. De aceea, structurile cu contravântuiri diagonale trebuie să aibă un număr apropiat de contravânturi ascendente şi descendente, pentru a asigura un răspuns cât mai simetric al structurii per ansamblu. Structurile din Figura 6.9a reprezintă un exemplu de dispunere corectă a contravântuirilor.

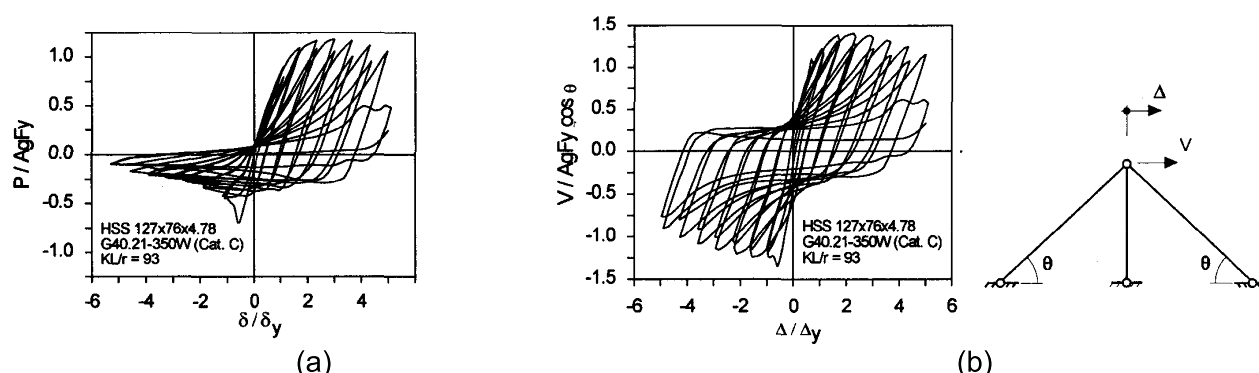


Figura 6.10. Răspunsul ciclic al unei contravântuiri izolate (a) şi a unui ansamblu format din două contravântuiri dispuse (b), Tremblay, 2003.

O structură disipativă proiectată pe baza unui factor de comportare supraunitar va suferi inevitabil deformații în domeniul inelastic din acțiunea seismică de calcul. Elementele structurale care vor avea de suferit sunt în primul rând cele disipative, cele predestinate disipării energiei seismice prin incursiuni în domeniul post-elastic. La cadrele contravântuiri elementele disipative sunt contravântuirile, care vor avea o rezistență a compresiune neglijabilă în urma unor incursiuni în domeniul inelastic. Astfel, contravântuirile pot fi scoase complet din uz în urma acțiunii seismice. De aceea, structura trebuie verificată să poată prelua forțele gravitaționale prezente în gruparea seismică, considerând contravântuirile lipsă.

Grinzile şi stâlpii fiind elemente nedisipative, trebuie dimensionate pentru a avea o suprarezistență față de elementele disipative. Principiul de evaluare al eforturilor de calcul din elementele nedisipative este acelaşi celui descris pentru cadrele necontravântuite. Astfel, eforturile de calcul din grinzi şi stâlpi se evaluează conform unor relații similare cu (6.5)-(6.6), doar că Ω^M este înlocuit cu Ω^N şi reprezintă rezerva de rezistență a contravântuirilor față de forța axială de calcul din gruparea seismică şi, conform P100-1/2006 reprezintă valoarea maximă a raportului $\Omega_i^N = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$ calculat pentru fiecare contravântuire.

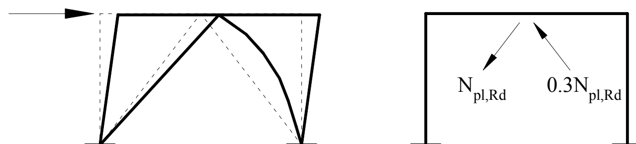


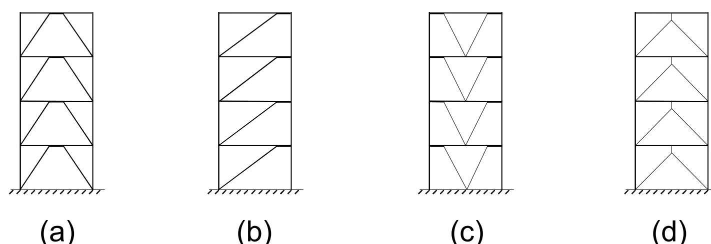
Figura 6.11. Modelarea efectului flambajului contravântuirii comprimate asupra grinzilor la cadrele contravântuite în V.

La cadrele contravântuite în V se consideră în calcul atât contravântuirile întinse, cât şi cele comprimate, deoarece aceste structuri se proiectează pe baza unor factori de comportare mici, ceea ce implică deformații inelastice reduse. Ductilitatea redusă a acestui tip structural se datorează solicitărilor puternice impuse grinzilor după flambajul contravântuiri comprimate, care pot duce la cedarea grinzilor şi la pierderea rezistenței şi rigidității globale a structurii. Pentru a limita acest fenomen, grinzile pe care se intersectează contravântuirile trebuie dimensionate astfel

ca să poată prelua efortul dezechilibrat cauzat de flambajul contravântuirii comprimate. În calcul, aceste grinzi se consideră încărcate cu eforturile din contravânturi corespunzătoare curgerii contravântuirii întinse ($N_{pl,Rd}$) şi a flambajului celei comprimate (estimată conform PO100-1/2006 la $0.3N_{pl,Rd}$), vezi Figura 6.11.

6.6. Cadre metalice contravântuite excentric

Cadrele contravântuite excentric (vezi Figura 6.12) sunt caracterizate de o prindere excentrică a contravântuirilor, astfel încât forța axială din contravântuire se transmite la altă contravântuire sau la stâlp prin forfecarea şi încovoiere unei porțiuni a grinzii. Acest segment de grindă se numeşte link sau bară disipativă. Uneori linkul poate fi un element independent, care nu face parte din grindă (vezi Figura 6.12d). Cadrele contravântuite excentric prezintă avantajul că sunt foarte ductile (similar cadrelor necontravântuite) şi în acelaşi timp sunt relativ rigide (similar cadrelor contravântuite centric). La cadrele contravântuite excentric elementele disipative sunt linkurile, iar elementele nedisipative sunt grinzile (porțiunile din afara linkului), stâlpii şi contravântuirile.



(a) (b) (c) (d)

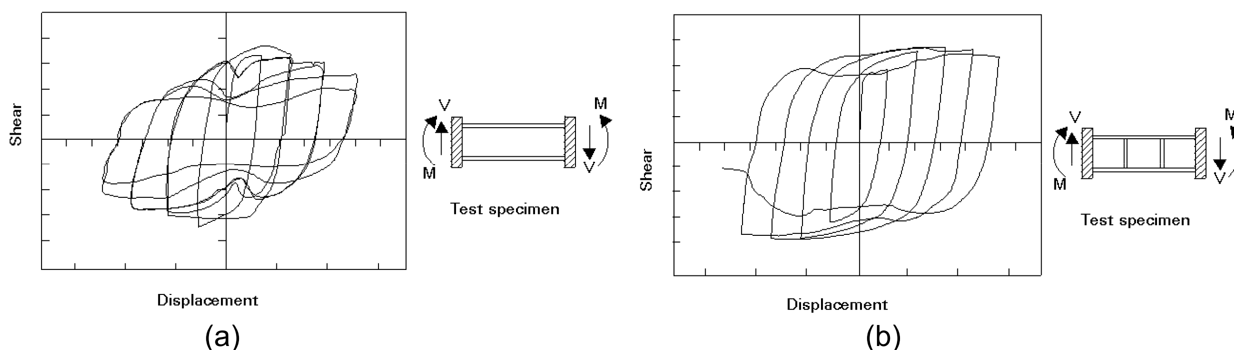
Figura 6.12. Cadre contravântuite excentric.

Funcție de lungimea lor, barele disipative se împart în trei categorii:

- Bare disipative scurte, care disipează energia seismică prin deformații inelastice de forfecare
- Bare disipative lungi, care disipează energia seismică prin deformații inelastice de încovoiere
- Bare disipative intermediare, care formează un mecanism plastic caracterizat de interacțiunea dintre moment şi forță tăietoare

Inima barelor disipative scurte poate voala atunci când acestea sunt supuse unor deformații în domeniul inelastic. Această voalare reduce capacitatea barelor disipative scurte de disipare a energiei seismice, (vezi Figura 6.13a). Pentru a limita acest fenomen, inima barelor disipative scurte trebuie rigidizată, obținând un răspuns ciclic inelastic stabil (vezi Figura 6.13b). Un alt fenomen care poate reduce performanțele barelor disipative scurte este forța axială. În acest sens, forța axială trebuie în general limitată la 15% din forța axială plastică a secțiunii.

Pentru a limita apariția unor deformații inelastice în elementele nedisipative (grinzi, stâlpi şi contravântuiri), acestea se dimensionează pe baza unor eforturi corespunzătoare unor bare disipative plastificate şi consolidate. Eforturile de calcul din elementele nedisipative se evaluează conform unor relații similare cu (6.5)-(6.7), doar că Ω^M este înlocuit cu Ω şi reprezintă rezerva de rezistență a barelor disipative față de efortul de calcul (forță tăietoare pentru barele disipative scurte sau momentul încovoietor pentru barele disipative lungi) din gruparea seismică.



(a) (b)

Figura 6.13. Răspunsul ciclic al unui link nerigidizat (a) şi a unui link rigidizat (b), ESDEP.